

02	10/03/2017	EMISIÓN CON CORRECCIONES	F.O.	F.O.	R.P.
01	07/12/2016	EMISIÓN CON CORRECCIONES	F.O.	F.O.	R.P.
00	30/10/2016	EMISIÓN ORIGINAL	F.O.	F.O.	R.P.
REV.	FECHA	DESCRIPCION DE LA REVISION	PROY. POR	ELAB. POR	APROB. POR



GOBIERNO DE LA CIUDAD  
AUTÓNOMA DE BUENOS AIRES  
DIRECCIÓN GENERAL DE  
PLANIFICACIÓN DE LA MOVILIDAD

**IATASA**  
I N G E N I E R Í A

**ntec**  
Ingenieros Consultores

PROYECTO EJECUTIVO  
**VIADUCTO FC BELGRANO SUR**  
TRAMO CALLE DIÓGENES TABORDA - ESTACIÓN CONSTITUCIÓN

TÍTULO:

**SUPERESTRUCTURA VIADUCTO - SECCIÓN "S4A"**  
**MEMORIA DE CÁLCULO**

PROY.	F.O.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°:VFBS-PE-ES-MC-0106-02
ELAB.	F.O.			
APROB.	R.P.			

## **INDICE**

### **I.- GENERALIDADES**

### **II.- SUPERESTRUCTURA**

#### **1.- Geometría**

#### **2.- Esquema estático**

#### **3.- Características geométricas de la Sección Transversal**

#### **4.- Análisis de cargas**

#### **5.- Cálculo de solicitaciones y verificaciones estructurales**

#### **6.- Reacciones de apoyo.**

#### **7.- Apoyos de neopreno**

## I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la sección tipo S4 utilizada para puentes ferroviarios de las vías del Belgrano Sur sobre la Avenida Amancio Alcorta, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Este puente permitirá el cruce vehicular y peatonal bajo las vías del ferrocarril.

Se trata de un puente único para ambas ramas de vías. Se proyecta un tablero de estructura metálica isostática, sobre infraestructura de hormigón armado y fundaciones indirectas sobre pilotes.

El tablero ferroviario se materializa con una estructura mixta hormigón armado - Acero, teniendo en cuenta que se trata de un cruce urbano y se necesita un tablero del tipo cerrado. El mismo cuenta con vigas longitudinales (largueros) ubicados en correspondencia con cada riel y que apoyan en vigas transversales (viguetas) ubicadas cada aproximadamente 5m.

La Superestructura se completa con 2 vigas reticuladas externas que conforman la estructura resistente longitudinal. Para la estabilidad del conjunto se considera un reticulado superior formado por los cordones superiores de las vigas longitudinales y con el agregado de montantes y diagonales.

Las fundaciones indirectas con pilotes ejecutadas in situ, han sido proyectadas en base a los estudios de suelos específicamente realizados al efecto.

El cálculo de solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento Argentino para el proyecto y construcción de puentes ferroviarios de acero remachado" de Ferrocarriles Argentinos. El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo a AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

Los materiales previstos en este proyecto son:

Hormigón Infraestructura:	H- <b>21</b>	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$
Acero para Estructura Metálica	F- <b>24</b>	$\sigma'_F = 240 \text{ kg/cm}^2$

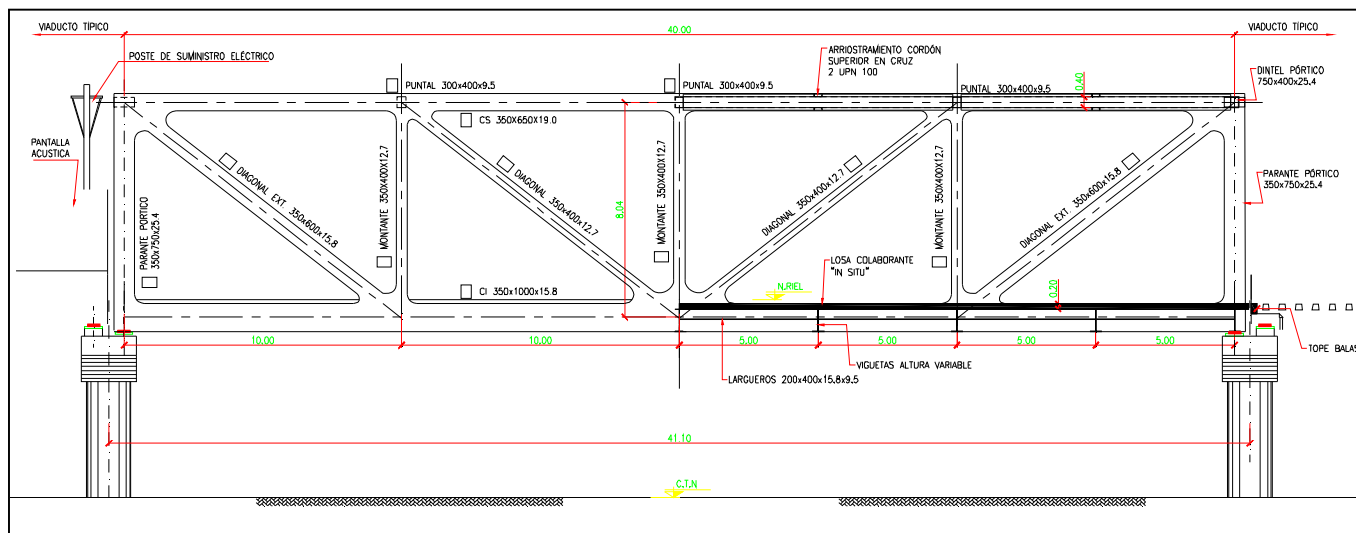
Documentos relacionados:

Estudio de suelos Ing. Guerrero n° 4498.271/39, sondeo n°1

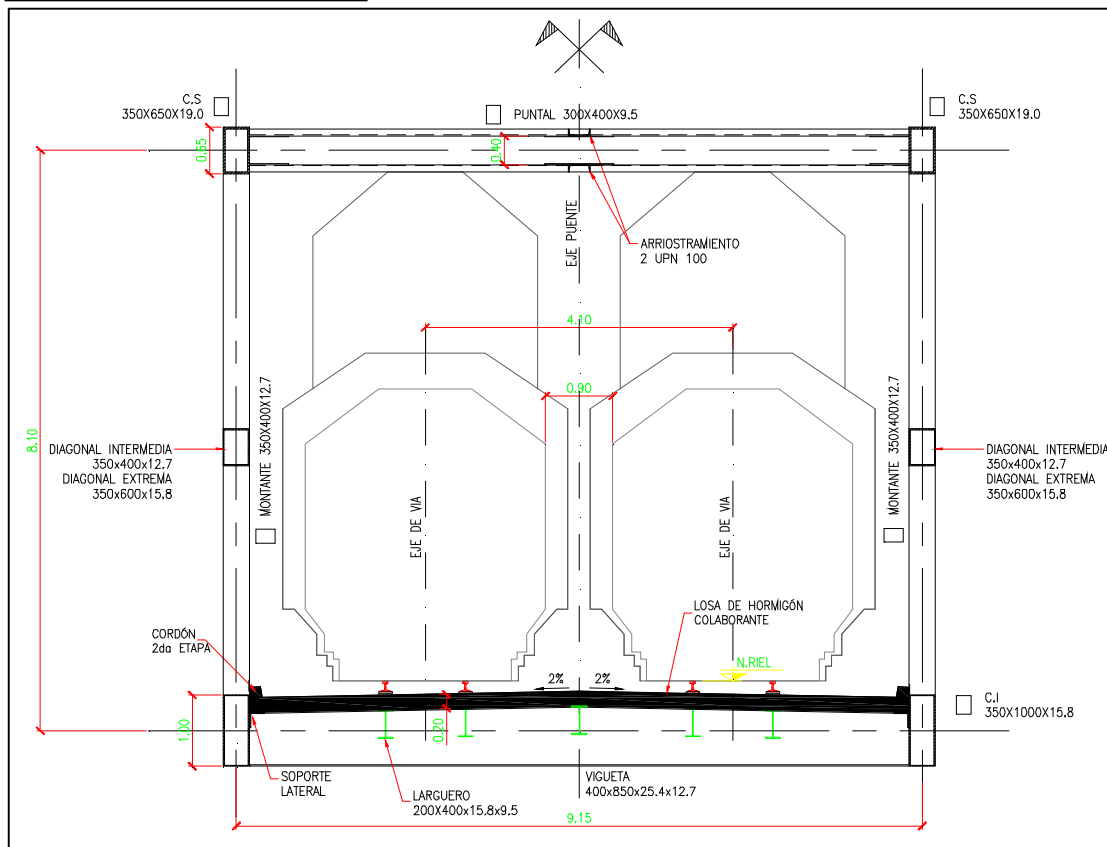
## II.- SUPERESTRUCTURA

### 1.- Geometría

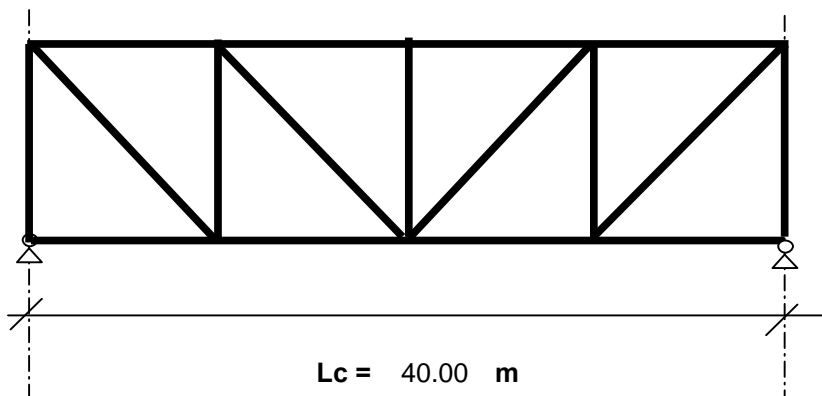
#### SEMI CORTE-SEMI VISTA



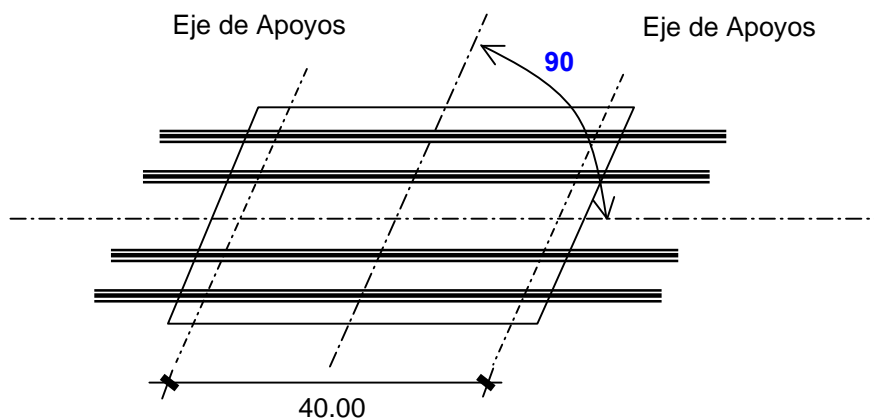
#### SECCIÓN TRANSVERSAL



## 2.- Esquema Estático



## Planta General.



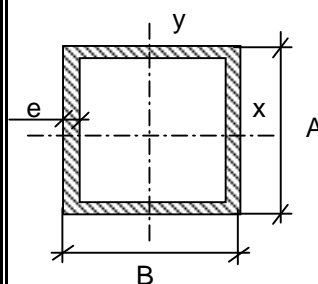
Cantidad de tramos = **1**  
 Luz total de Puente = 40.0 m

Inclinación de apoyos = **90** ° = 1.57 rad

### 3.- Características geométricas de la Sección Transversal

Vigas Reticuladas Principales

PERFILES TIPO TUBO								
ELEMENTO	A	B	e	A <sub>g</sub>	J <sub>x</sub>	J <sub>y</sub>	r <sub>x</sub>	r <sub>y</sub>
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm]	[cm]
Cordón Superior	65	35	19.1	2358.39	806,018	232,306	18.4869	9.92482
Cordón Inferior	100	35	1.58	416.614	507,005	96,801	34.885	15.2431
Montante Típ.	40	35	1.27	184.048	44,476	36,151	15.5452	14.015
Montante Ext.	75	35	2.54	532.994	378,184	111,904	26.6373	14.4898
Diagonal Típ.	40	35	1.27	184.048	44,476	36,151	15.5452	14.015
Diagonal Ext.	60	35	1.58	290.214	142,748	61,480	22.1781	14.5549
Puntal Tip. (arr.)	40	30	0.95	129.39	30,491	19,553	15.351	12.2929
Puntal Ext. (arr.)	35	75	2.54	532.994	111,904	378,184	14.4898	26.6373



#### 4.- Análisis de Cargas

Categoría	TROCHA: <b>ANGOSTA</b>
Número de vías	<b>2</b>
Ancho de pasarelas / Andenes (AnAnd):	<b>0.00</b> m
Luz entre ejes de pila	Lp = <b>41.10</b> m
Luz de cálculo	Lc = <b>40.00</b> m

##### 4.1. Cargas permanentes

Superestructura Metálica								<b>3.85</b> ton/m
Losa de Cierre	<b>0.20</b>	m x	<b>8.80</b>	m x	<b>2.40</b>	ton/m <sup>3</sup>	=	4.22 ton/m
Cordón Lateral			<b>0.05</b>	m <sup>2</sup> x	<b>2.40</b>	ton/m <sup>3</sup>	=	0.12 ton/m
Riel y fijaciones								<b>0.40</b> ton/m
Balasto			<b>0.00</b>	m <sup>2</sup> x	<b>2.00</b>	ton/m <sup>3</sup>	=	0.00 ton/m
Durmientes			<b>0.00</b>	m <sup>2</sup> x	<b>1.80</b>	ton/m <sup>3</sup>	=	0.00 ton/m
Pantallas y barandas								<b>0.00</b> ton/m
Otros								<b>0.00</b> ton/m
 Total de carga permanente							<b>g =</b>	<b>8.59 ton/m</b>

##### 4.2. Cargas de tránsito

##### 4.2.1. Determinación del coeficiente de impacto

Altura de relleno	h <sub>r</sub> = <b>0.00</b> m
Luz determinante del coeficiente de impacto	L <sub>φ</sub> = <b>40.00</b> m
 Coeficiente de impacto (Art. 9 - 3º)	 Ø <sub>0</sub> = <b>1.30</b>

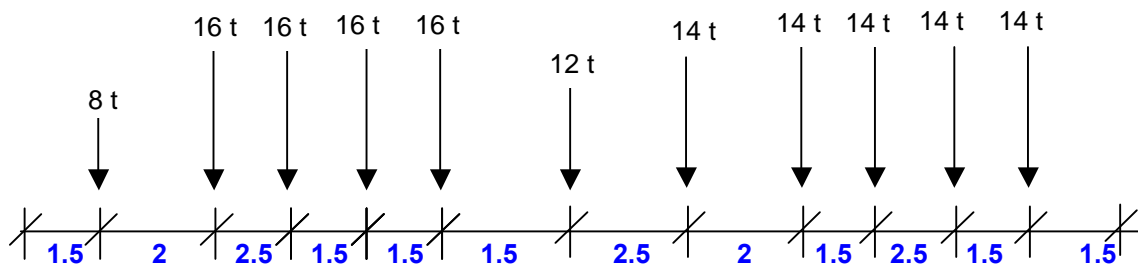
##### 4.2.2. Sobrecarga debido a vereda

Tipo de tránsito	<b>PRIVADO</b>
Ancho de vereda	<b>0.00</b> m
 Sobrecarga debido a vereda	 <b>q<sub>veredas</sub> = 0.00 ton/m</b>

#### 4.2.3. Sobrecarga debido al material rodante

Como sobrecarga ferroviaria se consideran 2 locomotoras + tender sobre el tramo. Entonces, el tren de carga considerado será:

Esquema de Cargas para Locomotora +Tender (Art. 7)



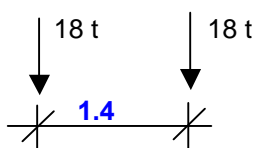
De acuerdo con el (Art. 7 - Punto 7º) se deben considerar ambas vías cargadas en simultaneo. Adicionalmente se considera el tren de carga circulando por cada una de las vías.

Se generan estados de carga cambiando la posición del tren de cargas cada 1.00 m buscando las máximas sollicitaciones en los distintos elementos.

Cargas equivalentes uniformemente distribuidas

Luz de Cálculo	40.00 m
Cantidad de vías	2.00
Carga uniformemente distribuida (Momentos Flexores)	$p = 7.39$ ton/m
Carga uniformemente distribuida (Esfuerzos Cortantes)	$p' = 8.06$ ton/m
Considerando la cantidad de vías en simultaneo:	
	$p = 14.78$ ton/m
	$p' = 16.12$ ton/m
Considerando impacto	
	$p = 19.21$ ton/m
	$p' = 20.96$ ton/m

Para viguetas y Largueros se comparan las sollicitaciones obtenidas del paso del tren de cargas explicitado anteriormente con el siguiente:



#### 4.3.Cargas Horizontales

##### 4.3.1 Frenado y Arranque (LF)

Lt = **40.0** m (Se consideran 1 tramos cargados)

HF = 46.06 ton

Ejes de apoyo= **2.00**

Reacción por eje de apoyo (por eje de vía) HF = **23.03** ton

##### 4.3.2 Viento

###### 4.3.2.1 Puente Cargado (W1)

Reacción por eje de apoyo [150 kg/m²] Área Expuesta = **111.96** m² HWc = **17.40** ton

Altura de aplicación de la fuerza axil (respecto al nivel del riel) **2.43** m

###### 4.3.2.2 Puente Descargado (W2)

Reacción por eje de apoyo [250 kg/m²] = 111.96 m² HWd = **14.00** ton

Altura de aplicación de la fuerza axil (respecto al nivel del riel) **3.39** m

##### 4.3.3. Fuerzas centrifugas horizontales (CF)

Radio de la curva **∞** m

Velocidad maxima del tren (es función del radio de curvatura) **29.2** m/s

Carga axil transmitida por un eje **16.00** ton

Altura de aplicación de la fuerza axil (respecto al nivel del riel) 1.69 m

Fuerza centrifuga producida **Hf = P x V² / 127 x R = 0.00** ton/m

Reacción por eje de apoyo HFc = **0.00** ton

##### 4.3.4. Choque lateral del tren (balanceo) (LL?)

Fuerza lateral del tren (solo en tramos rectos - aplicada en nivel sup. riel) **4.00** ton

Reacción por eje de apoyo Hb = **4.00** ton

#### 4.3.5. Variaciones de longitud de tablero.

Estimamos las variaciones de longitud por fluencia, retracción y temperatura.

$$\begin{array}{rcl}
 L = & 40.00 & \text{m} \\
 \Delta L_t = 35 \times 10^{-5} \times L_t / 2 = & 6.00 & \text{mm} \\
 \hline
 \Sigma & 6.00 & \text{mm} \\
 & 0.30 & \text{mm/m}
 \end{array}$$

Utilizando apoyos de Neopreno Armado


$$h_{\text{neta}} = 56.00 \text{ mm}$$

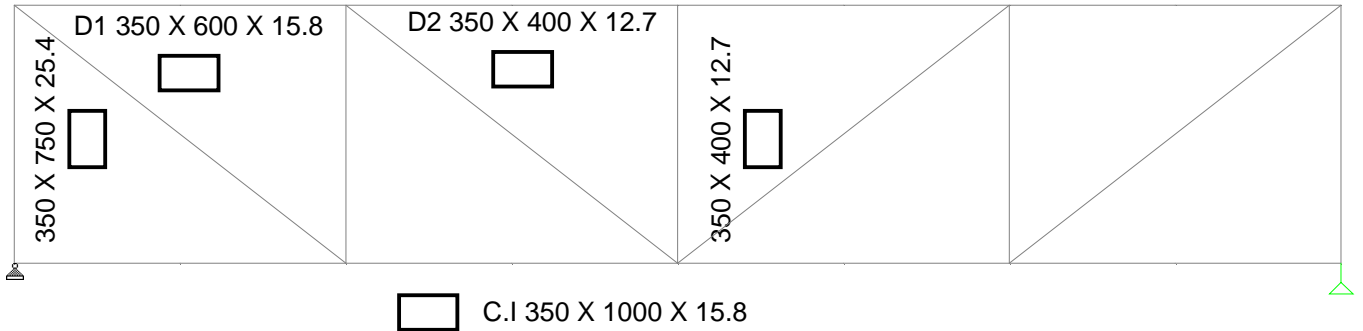
$$\begin{array}{rcl}
 HL_{\Delta L} = G \times F \times \Delta L / h_{\text{neta}} = & & 2.65 \text{ ton} \\
 \text{(Por apoyo)} & &
 \end{array}$$




## 5.2. Elementos estructurales

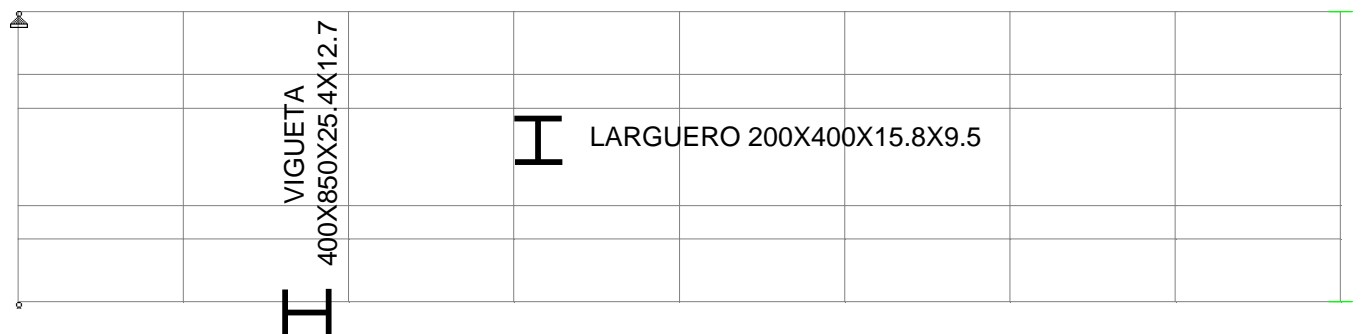
### Vigas Laterales

 C.S 350 X 650 X 19.05




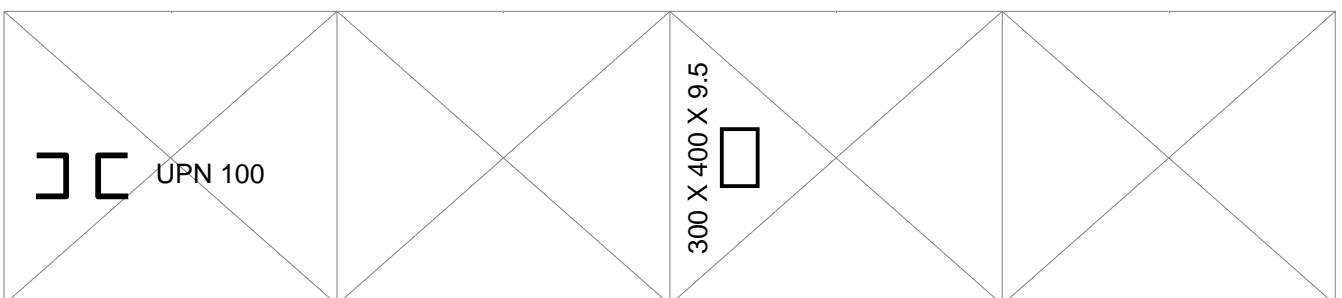
### Planta inferior

 C.I 350 X 1000 X 15.8



### Planta Superior

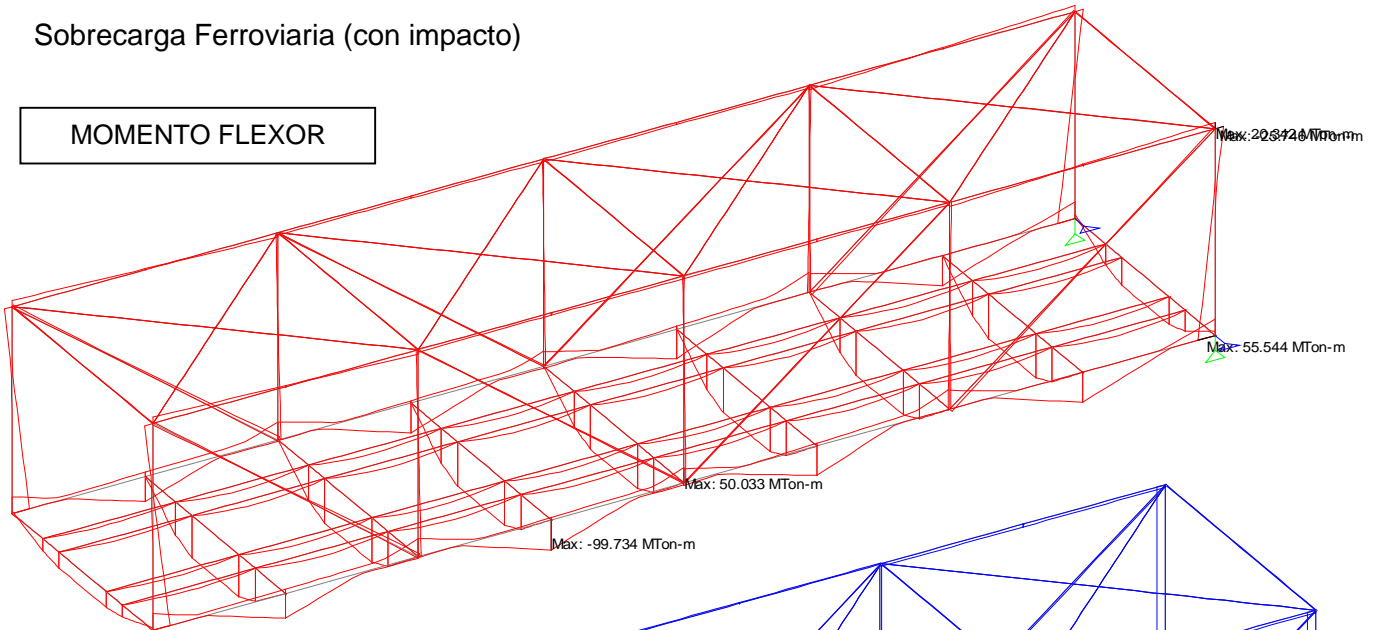
 C.S 350 X 650 X 19.05



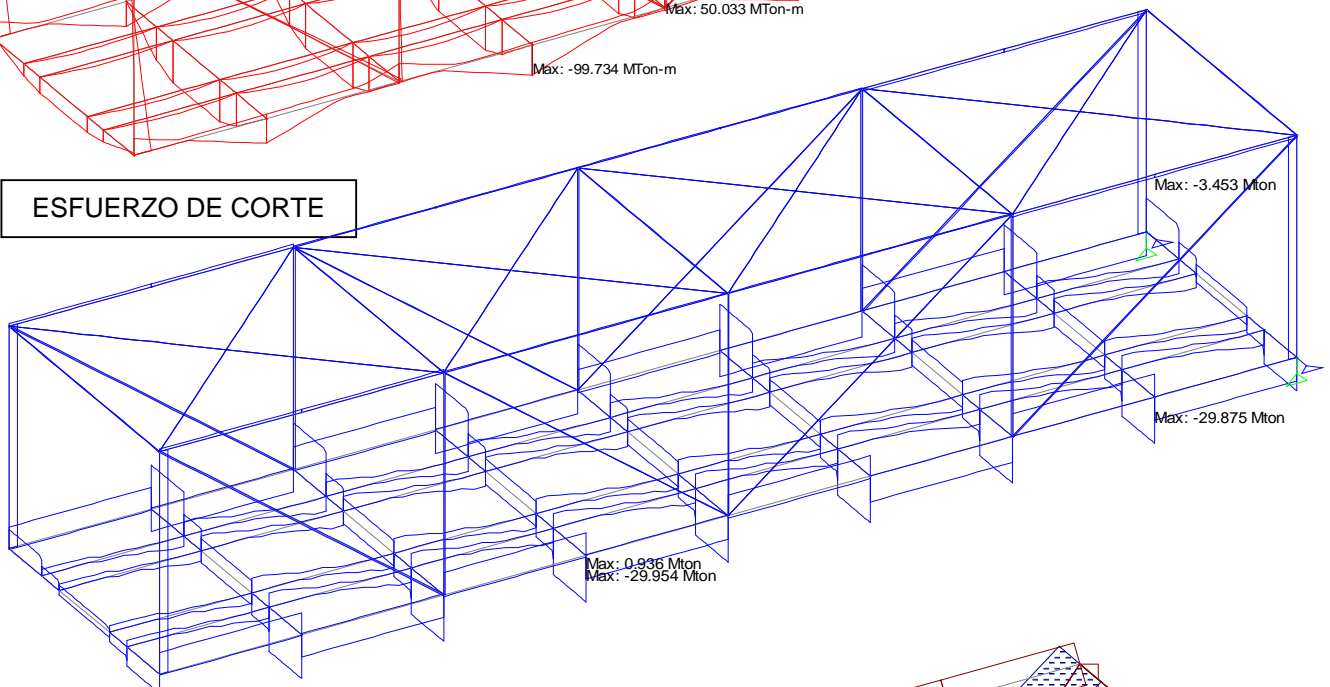


Sobrecarga Ferroviaria (con impacto)

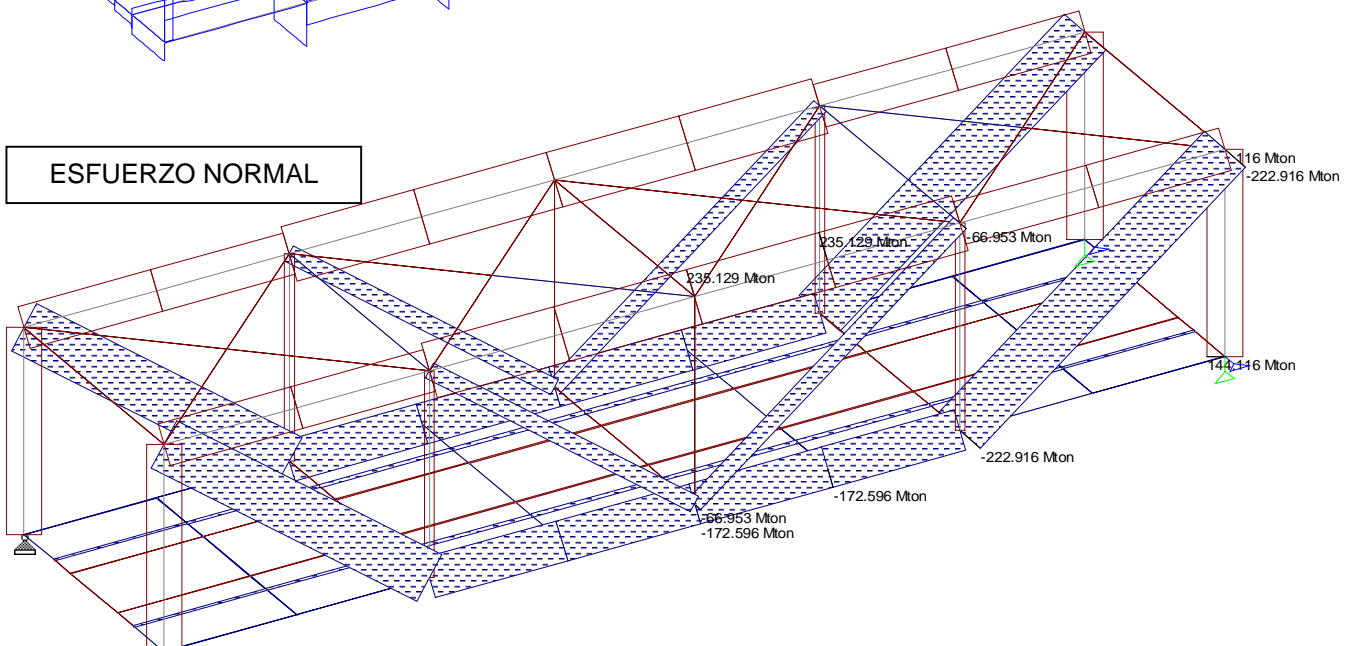
MOMENTO FLEXOR



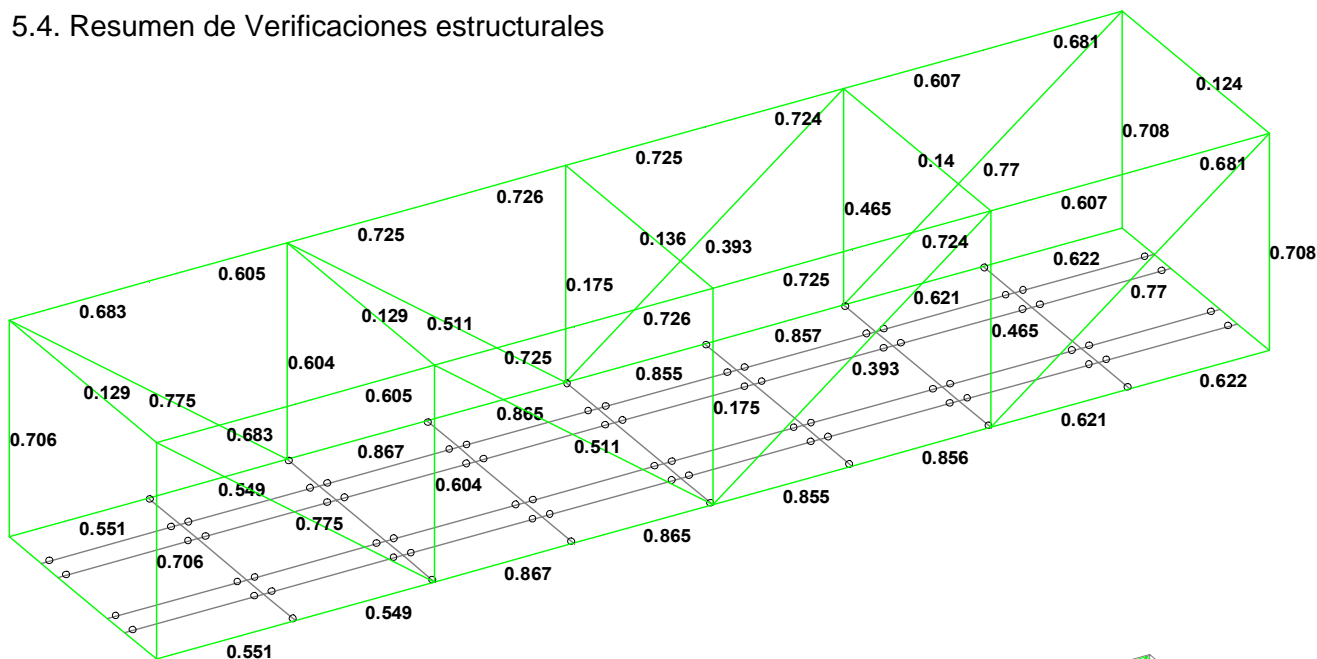
ESFUERZO DE CORTE



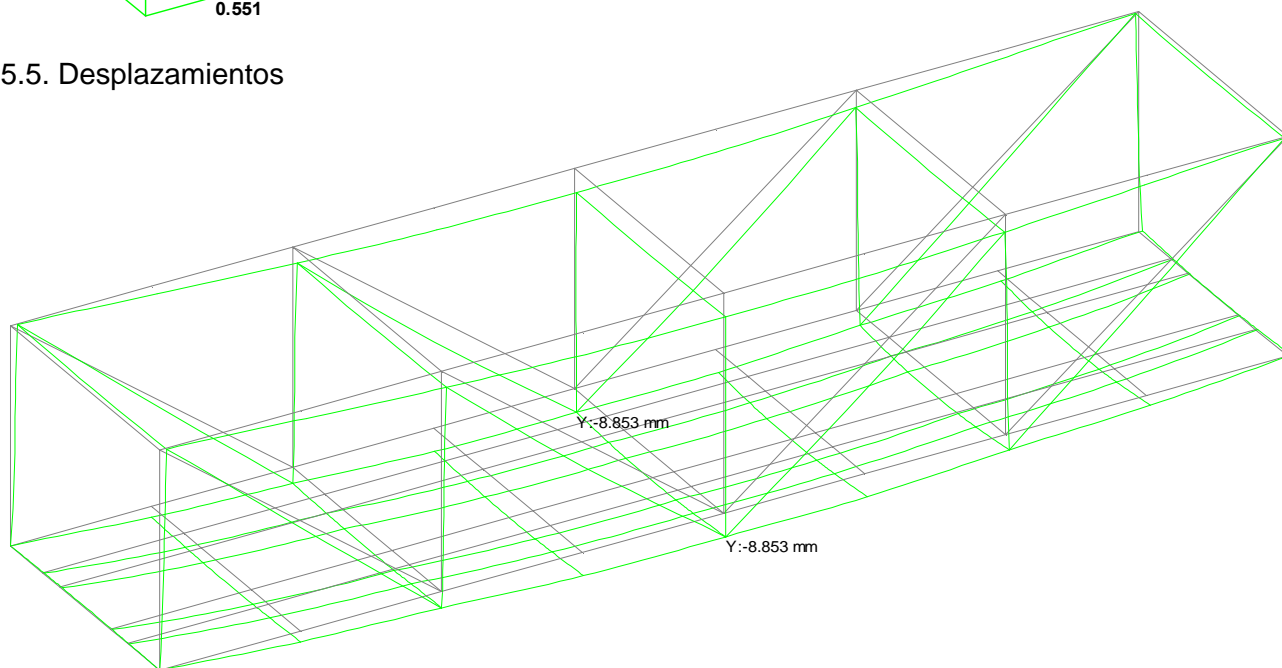
ESFUERZO NORMAL



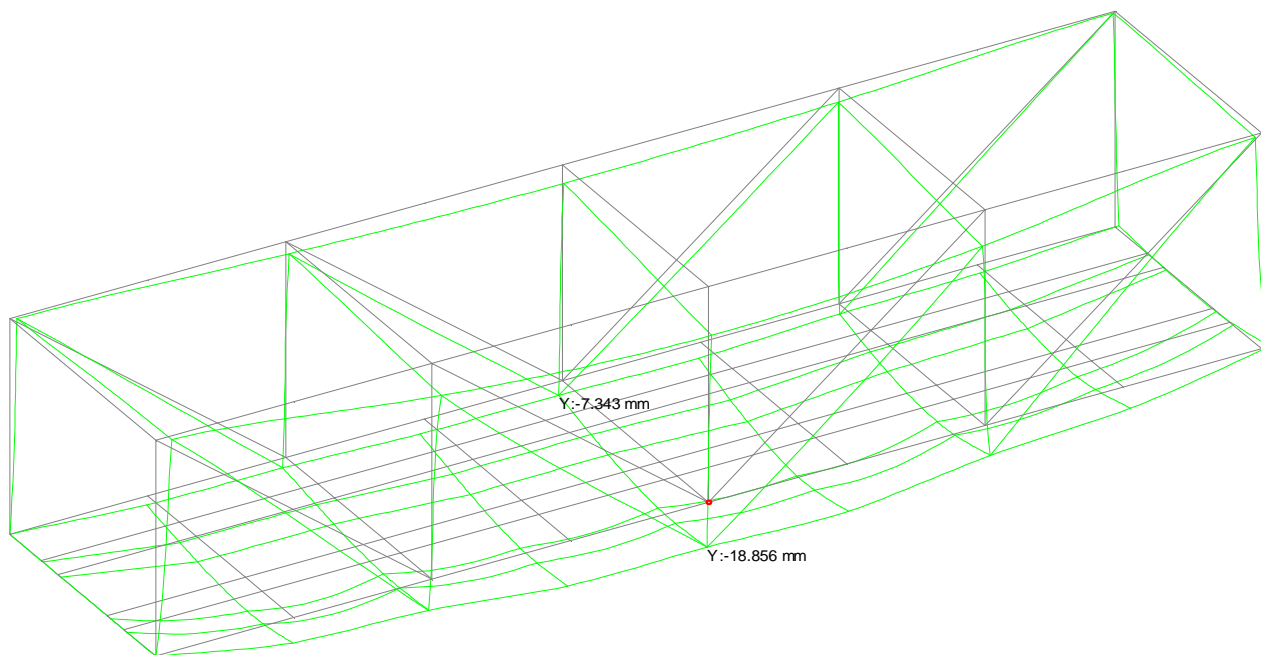
#### 5.4. Resumen de Verificaciones estructurales



#### 5.5. Desplazamientos



CARGAS PERMANENTES



SOBRECARGA FERROVIARIA (máx)

### Verificación a Deformación

Flecha Admisible

$$f_{adm} = L/600 = 66.7 \text{ mm}$$

Flecha Máxima (Solo sobrecarga)

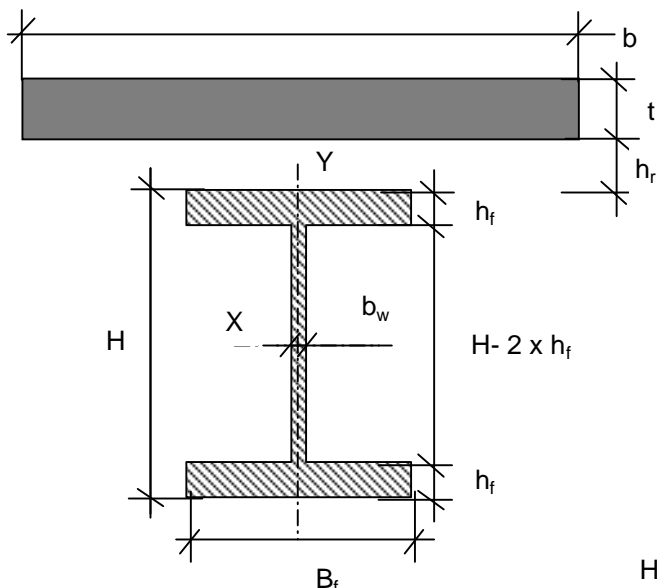
$$f_{máx} = 18.80 \text{ mm}$$



**VERIFICA**

## 5.6. Verificaciones Estructurales Viguetas

### 5.6.1. Geometría



Ancho efectivo de losa (s/AASHTO-Viga int)

$$\begin{aligned} b_1 &= L/4 = 2.29 \text{ m} \\ b_2 &= \text{Sep viga} = 5.00 \text{ m} \\ b_3 &= B_f + 12 t = 3.60 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 2287.5 \text{ mm} = 228.75 \text{ cm} \\ t &= 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm} \\ h_r &= 0 \text{ mm} = 0 \text{ cm} \\ H &= 850 \text{ mm} = 85 \text{ cm} \\ B_f &= 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm} \\ h_f &= 25.4 \text{ mm} = 2.54 \text{ cm} \\ b_w &= 12.7 \text{ mm} = 1.27 \text{ cm} \\ H - 2 \times h_f &= 799.2 \text{ mm} = 79.92 \text{ cm} \end{aligned}$$

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS VIGA DE ACERO

$A_g$	$J_x$	$J_y$	$Z$	$S_x$	$S_y$	$r_x$	$r_y$	$J_D$	$C_w$
[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>6</sup> ]
304.698	399,556	27107	10405.9	9401.31	1355.35	36.2121	9.43204	491.557	4.6E+07

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA (n)

$A_g$	$Y_{gsup}$	$J_x$	$r_x$	$S_{xinf}$	$S_{xsup}$	$S_{xsup}^V$	n
[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[E <sub>s</sub> /E <sub>H<sup>0</sup>}]</sub>
877.248	28.2351	966,766	33.197	12593.8	34239.9	11373.7	7.99058

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA (3n)

$A_g$	$Y_{gsup}$	$J_x$	$r_x$	$S_{xinf}$	$S_{xsup}$	$S_{xsup}^V$	3n
[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[E <sub>s</sub> /E <sub>H<sup>0</sup>}]</sub>
495.548	42.2807	729,358	38.3643	11628.9	17250.4	8580.68	23.9717

### Propiedades mecánicas

$$\begin{aligned} F_y &= 240 \text{ Mpa} & (F_y = F_{yf} = F_{yw}) \\ E_s &= 200000 \text{ Mpa} \\ G &= 77200 \text{ Mpa} \\ f'_c &= 35 \text{ Mpa} \\ \gamma_{H^0} &= 2200 \text{ kg/m}^3 \\ E_{H^0} &= 25029 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tensión de Fluencia del Material

Módulo de elasticidad del Acero

Módulo de elasticidad Transversal del Acero

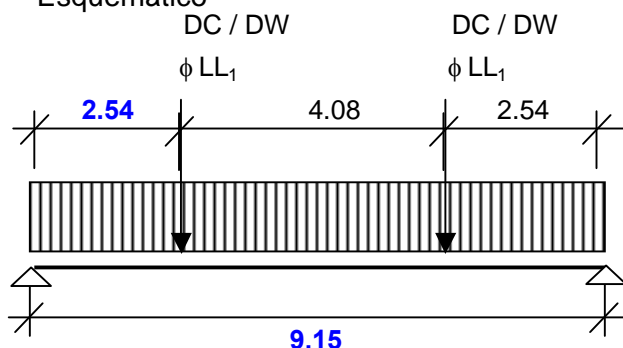
Resistencia del Hormigón

Peso específico del Hormigón

Módulo de elasticidad del hormigón (ACI):  $E_h = 0.043 \cdot \gamma_{H^0}^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c}$

## 5.6.2. Solicitaciones

### Esquemático



### Cargas Actuales:

$DC_1$	=	<b>0.24</b>	ton/m	(Peso propio vigas)
$DC_2$	=	<b>9.17</b>	ton	(Peso propio Losa superior)
DW	=	<b>0.20</b>	ton	(Cargas permentes adicionales)
$\phi LL_1$	=	<b>71.92</b>	ton	(Sobrecarga Servicio - Flexión)
$\phi$	=	<b>1.55</b>		Coficiente de impacto

Separación entre viguetas **5.00** m

Determinación de las solicitaciones para las distintas acciones:

MOMENTOS FLEXORES VERTICALES					
Seccion [X/L]	L [m]	$M_{DC1}$ [ton m]	$M_{DC2}$ [ton m]	$M_{DW}$ [ton m]	$M_{\phi LL1}$ [ton m]
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.46	0.48	4.20	0.09	32.90
0.1	0.92	0.90	8.39	0.18	65.81
0.2	1.83	1.60	16.79	0.37	131.61
0.27705	<b>2.54</b>	2.01	23.26	0.51	182.32
0.3	2.75	2.10	23.26	0.51	182.32
0.4	3.66	2.40	23.26	0.51	182.32
0.5	4.58	2.50	23.26	0.51	182.32

ESFUERZO DE CORTE VERTICAL					
Seccion [X/L]	L [m]	$Q_{DC1}$ [ton]	$Q_{DC2}$ [ton]	$Q_{DW}$ [ton]	$Q_{\phi LL1}$ [ton]
0	0.00	1.09	9.17	0.20	71.92
0.05	0.46	0.98	9.17	0.20	71.92
0.1	0.92	0.88	9.17	0.20	71.92
0.2	1.83	0.66	9.17	0.20	71.92
0.27705	<b>2.54</b>	2.01	9.17	0.20	71.92
0.3	2.75	0.44	0.00	0.00	0.00
0.4	3.66	0.22	0.00	0.00	0.00
0.5	4.58	0.00	0.00	0.00	0.00

COMBINACIONES DE CARGA				
COMBINACIONES	$DC_1$	$DC_2$	DW	$\phi LL_1$
RESISTENCIA I	<b>1.25</b>	<b>1.25</b>	<b>1.50</b>	<b>1.75</b>
RESISTENCIA IV	<b>1.25</b>	<b>1.25</b>	<b>1.50</b>	<b>1.35</b>
SERVICIO I	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>
FATIGA	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>1.00</b>

Combinaciones de Carga:

Seccion [X/L]	L [m]	RESISTENCIA I		RESISTENCIA IV		SERVICIO I		FATIGA	
		M <sub>v</sub>	Q <sub>v</sub>	M <sub>v</sub>	Q <sub>v</sub>	M <sub>v</sub>	Q <sub>v</sub>	M <sub>v</sub>	Q <sub>v</sub>
		[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]
0	0.00	0.00	139.00	0.00	110.23	0.00	82.39	0.00	71.92
0.05	0.46	63.56	138.86	50.40	110.09	37.67	82.28	32.90	71.92
0.1	0.92	127.06	138.72	100.73	109.95	75.28	82.17	65.81	71.92
0.2	1.83	253.86	138.45	201.22	109.68	150.37	81.95	131.61	71.92
0.27705	2.54	351.39	140.13	278.47	111.37	208.09	83.30	182.32	71.92
0.3	2.75	351.51	0.55	278.59	0.55	208.18	0.44	182.32	0.00
0.4	3.66	351.89	0.27	278.96	0.27	208.48	0.22	182.32	0.00
0.5	4.58	352.01	0.00	279.09	0.00	208.58	0.00	182.32	0.00

### 5.6.3.- Verificación a Flexión - Para Secciones no Compuestas

#### Verificación de Esbeltez Local

##### Alma [6.10.4.1.2]

$$2 D_{cp} / b_w = 62.9291 \leq 3.76 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 108.54 \Rightarrow \text{Alma compacta}$$

$$D_{cp} \text{ Profundidad del alma en compresión para plastificación} = 39.96 \text{ cm}$$

$$F_{yc} \text{ Tension de Fluencia del ala comprimida} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\leq (0.75) 3.76 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 81.41 \Rightarrow \text{Verifica}$$

##### Ala [6.10.4.1.3]

$$B_{fs} / 2 h f_s = 7.87402 \leq 0.382 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 10.97 \Rightarrow \text{Ala compacta}$$

$$\leq (0.75) 0.382 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 8.23 \Rightarrow \text{Verifica}$$

##### Arriostramiento del ala a compresión [6.10.4.1.7]

$$L_b = 305 \text{ cm} \leq L_p = [0.124 - 0.0759 (M_l / M_p)] \times [r_y \times E / F_{yc}] = 899.215 \text{ cm}$$

#### Determinación del Momento Nominal

$$M_n = M_p = 250 \text{ ton m}$$

#### Resistencia nominal de la sección a flexión

$$\phi_b = 1.00 \text{ Factor de resistencia para Flexión}$$

$$\phi_b \times F_n \text{ Resistencia de diseño a Flexión}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN			
COMBINACIÓN	$M_u$	$M_n$	chk
	[ton m]	[ton m]	
RESISTENCIA I	32.20	249.74	OK

#### Verificación a Deformación

$$\text{Flecha Admisible considerada} \quad f_{adm} = L/300 = 30.5 \text{ mm}$$

$$\text{Flecha Máxima} \quad f_{m\acute{a}x} = 41.18 \text{ mm}$$

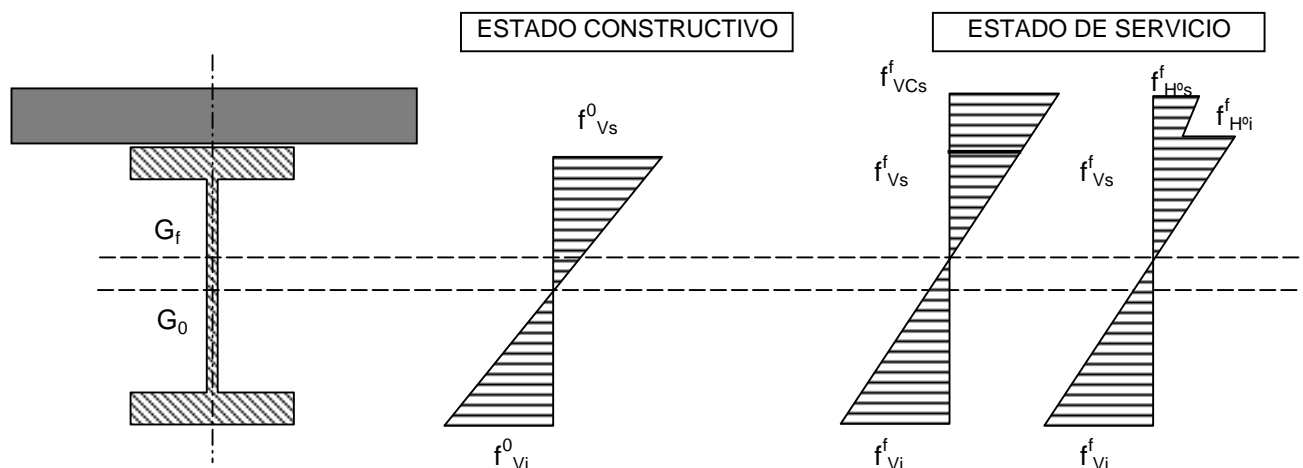
$\Rightarrow$  **NO VERIFICA (\*)**

(\*) Prever contraflecha constructiva **40** mm

#### 5.6.4. Verificación de estados de uso

##### Determinación del Momento Flexor de Fluencia ( $M_Y$ )

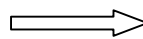
Se tiene en cuenta el procedimiento constructivo no disponiendo apuntalamientos; en tal caso, actúan en la sección de acero (peso propio viga + losa de Hormigón) y en la sección completa (Cargas permanentes adicionales y sobrecarga de uso).



$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3$$

$$F_Y = M_{D1} / S_{xi} + M_{D2} / S_{xi(SC)} + M_3 / S_{xi(SC)}$$

(\*) Momentos Flexores factoreados (1.25 DC+1.5 DW)



$$M_3 = (F_Y - M_{D1} / S_{xi} - M_{D2} / S_{xi(SC)}) S_{xi(SC)}$$

Para el ala Superior  $M_3^s = 703.0 \text{ ton m}$

Para el ala Inferior  $M_3^l = 258.3 \text{ ton m}$

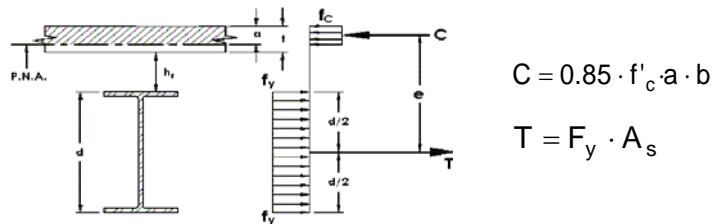
$M_3 = 258.3 \text{ ton m}$

$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3 = 291.3 \text{ ton m}$$

### Determinación del Momento Flexor de Plastificación ( $M_p$ )

Considerando la acción compuesta de Viga de acero y losa de Hormigón se estudia primero la posición del eje neutro:

#### CASO I : Eje Neutro en la placa

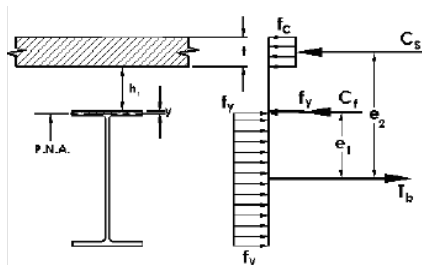


Por equilibrio se debe cumplir  $T = C \implies a = \frac{F_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 10.7 \text{ cm} < t$

Brazo de Palanca =  $H/2 + h_r + t - a/2 = 57.1 \text{ cm} = e$

$M_n = (A_s \times F_y) \times e = 417.76 \text{ ton m}$

#### CASO II: Eje Neutro en el ala de la sección de Acero



$C_s = \text{Fuerza de compresión en la Losa} = 0.85 f'_c \times b \times t = 1361.06 \text{ ton}$

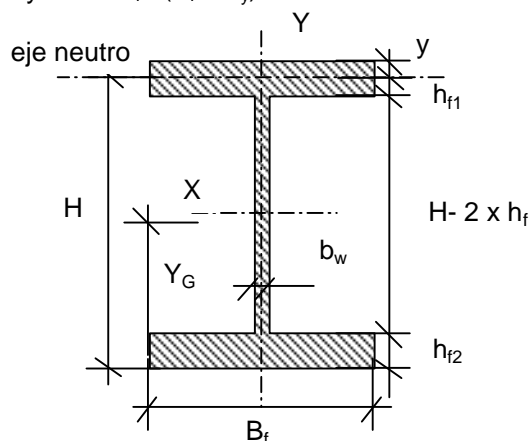
$C_b = \text{Fuerza de compresión en la viga de Acero}$

$T_b = \text{Fuerza de Tensión en la Viga} = A_s \times F_y$

$C_f = \text{Fuerza de compresión en el Ala de la viga de acero} = A_f \times F_y = 243.84 \text{ ton (máxima)}$

$C_s + C_b = T_b \implies C_b = (A_s F_y - C_s) \times 0.50 = -314.89 \text{ ton} \implies C_b < C_f: \text{eje en el ala}$

$y = C_f / (B_f \times F_y) = -3.28 \text{ cm}$



$H = 88.28 \text{ cm}$

$B_f = 40 \text{ cm}$

$h_{f1} = 5.82 \text{ cm}$

$h_{f2} = 2.54 \text{ cm}$

$b_w = 1.27 \text{ cm}$

$H - h_{f1} - h_{f2} = 79.92 \text{ cm}$

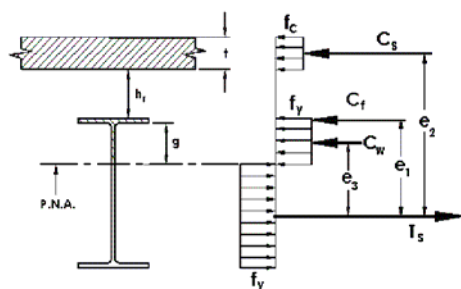
$Y_G = 55.79 \text{ cm}$

$$e_1 = 32.49 \text{ cm}$$

$$e_2 = 6.71 \text{ cm}$$

$$M_n = C_f \times e_1 + C_s \times e_2 = -10.94 \text{ ton m}$$

CASO III: Eje Neutro en el alma de la sección de Acero

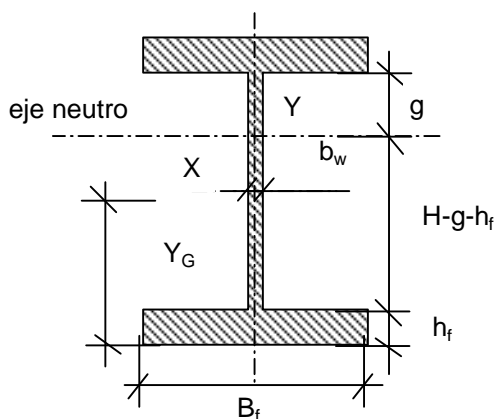


$$C_b = -314.89 \text{ ton}$$

$$C_f = \text{Fuerza de compresión en el Ala de la viga de acero} = A_f \times F_y = 243.84 \text{ ton (máxima)}$$

$$C_w = \text{Fuerza de compresión en el Alma de la viga de Acero} = C_b - C_f = -558.73 \text{ ton}$$

$$g = C_w / (b_w \times F_y) = -183.31 \text{ cm}$$



$$B_f = 40 \text{ cm}$$

$$h_f = 2.54 \text{ cm}$$

$$b_w = 1.27 \text{ cm}$$

$$H-g-h_f = 268.31 \text{ cm}$$

$$Y_G = 105.59 \text{ cm}$$

$$e_1 = -21.86 \text{ cm}$$

$$e_2 = -10.59 \text{ cm}$$

$$e_3 = 68.52 \text{ cm}$$

$$M_n = C_f \times e_1 + C_s \times e_2 + C_w \times e_3 = -580.33 \text{ ton m}$$

$$\Rightarrow M_p = 417.76 \text{ ton m}$$

### Verificación de Alma compacta

Alma

$$2 D_{cp} / b_w = 0 \leq 3.76 \times \sqrt{E/F_y} = 108.54 \longrightarrow \text{Alma compacta}$$

$$D_{cp} \text{ Profundidad del alma en compresión para el momento de plastificación} = 0.00 \text{ cm}$$

$$D' = \beta \times (H + t + h_r) / 7.5 = 12.60 \text{ cm} \quad \beta = 0.90$$

$$D_p / D' = 0.85$$

$$D_p \text{ Profundidad del eje neutro para el momento de plastificación} = 10.75 \text{ cm}$$

$$M_n \begin{cases} D_p / D' \leq 1 & = M_p & = 417.76 \text{ ton m} \\ 1 \leq D_p / D' < 5 & = (5M_p - 0.85M_y) / 4 + (0.85M_y - M_p) / 4 \times (D_p / D') & = 424.02 \text{ ton m} \end{cases}$$

$$\longrightarrow M_n = 417.76 \text{ ton m}$$

### Resistencia nominal de la sección a flexión

$$\phi_b = 1.00 \quad \text{Factor de resistencia para Flexión}$$

$$\phi_b \times M_n \quad \text{Resistencia de diseño a Flexión}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN POSITIVA			
COMBINACIÓN	M	$\phi M_n$	chk
	[ton m]	[ton m]	
RESISTENCIA I	352.0	418	OK

### Verificación a Deformación

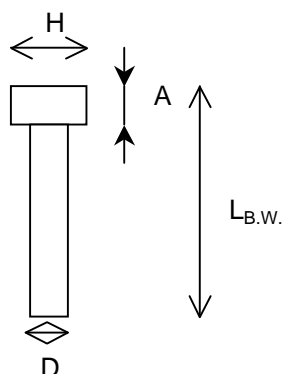
$$\text{Flecha Admisible} \quad f_{adm} = L/600 = 15.25 \text{ mm}$$

$$\text{Flecha Máxima (Solo sobrecarga)} \quad f_{m\acute{a}x} = 5.71 \text{ mm}$$

$\longrightarrow$  VERIFICA

### 5.6.5. Conectores de corte

Se adoptan conectores de corte tipo Nelson - 5/8 x 6<sup>9/16</sup> H4L



Calidad acero:

ASTM A-108

$$F_{yc} = 350 \text{ MPa}$$

$$F_{uc} = 420 \text{ MPa}$$

$$D = 1.59 \text{ cm}$$

$$5/8 \text{ " } A_{sc} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.79 \text{ cm}$$

$$H = 3.18 \text{ cm}$$

$$L_{B.W.} = 16.7 \text{ cm}$$

$$L_{A.W.} = 16.2 \text{ cm}$$

Fuerza de Corte Horizontal a transmitir

Caso I : Aplastamiento del hormigón

Caso II : Fluencia de la sección de Acero

$$V'_1 = 0.85 f'_c \times b \times t = 1361.06 \text{ ton}$$

$$V'_2 = F_y \times A_s = 731.3 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow V' = \min(V'_1; V'_2) = 731.3 \text{ ton}$$

Resistencia de los conectores de Corte

$$\phi_{sc} = 0.85 \quad \text{Factor de resistencia para Corte}$$

$$\phi_{sc} Q_n \quad \text{Resistencia de diseño a Corte}$$

$$Q_n = 0.50 \times A_{sc} \text{ raiz}(f'_c E_c) < A_{sc} \times F_u$$

$$9.26 \text{ ton} < 8.31 \text{ ton}$$

$$Q_n = 8.31 \text{ ton}$$

$$n = 104 \quad \text{Cantidad de conectores (media viga)}$$

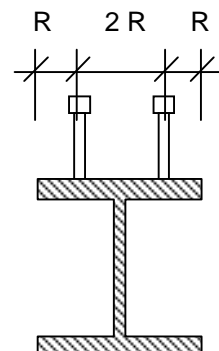
$$\text{Separación entre filas : } \min 2 \times R = 2 \times 1.25" = 63.5 \text{ mm } (*)$$

$$\text{Separación borde : } \min 1 \times R = 1 \times 1.25" = 31.75 \text{ mm } (*)$$

$$\text{Separación longitudinal : } \min = 3.33" = 84.582 \text{ mm } (**)$$

(\*) Tabla 16 - Manual de diseño NELSON

(\*\*) Tabla 6 - Manual de diseño NELSON



### Verificación a Fatiga [AASHTO 6.10.6]

$$2 D_c / b_w = 43.7735 \leq 5.70 \times \sqrt{E/F_{yw}} = 164.54$$

$D_c$  Profundidad del alma en compresión para rango elásticas con sobrecargas = 27.80 cm duplicadas

$$f_{cf} = 134 \text{ Mpa} \leq F_y = 240 \text{ Mpa} \implies \text{VERIFICA}$$

$f_{cf}$  Máxima tensión de compresión elástica para fatiga

### 5.6.6. Resistencia nominal de la sección a Corte (Sin Rigidizadores) [AASHTO 6.10.7]

#### Verificación en Sección Apoyo Extremo

$$\phi_v = 1.00 \quad \text{Factor de resistencia para Corte}$$

$$\phi_v V_n \quad \text{Resistencia de diseño a Corte}$$

$$D / b_w = 62.9291$$

$$V_n = \begin{cases} D/b_w < 2.46 \text{ raiz}(E/F_y) & = 71.0 \text{ (A)} \implies V_{n1} = 0.58 F_{yw} A_w & = 141.3 \text{ ton} \\ A < D/b_w < B & \implies V_{n2} = 1.48 b_w^2 \times \text{raiz}(E \times F_y) & = 165.4 \text{ ton} \\ D/b_w > 3.07 \text{ raiz}(E/F_y) & = 88.6 \text{ (B)} \implies V_{n3} = 4.55 E \times b_w^3 / D & = 233.2 \text{ ton} \end{cases}$$

$$V_n = 141.29 \text{ ton} \quad \text{Resistencia nominal al corte de cada alma}$$

$$\phi_v V_n = 141.29 \text{ ton} \quad \text{Resistencia al Corte}$$

#### Resistencia I

$$V_u = 139.00 \text{ ton} \implies \text{VERIFICA}$$



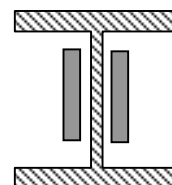
### 5.6.7.2. Unión con Cordón Inferior Reticulado

$$R_u = 139.00 \text{ ton} \quad 1.98564 \text{ ton/cm} \quad \text{por unidad de largo de soldadura}$$

Área de soldadura	a =	10.00 mm	Cateto de soldadura
	g =	7.00 mm	garganta efectiva
	n =	2.00	cantidad de cordones de Soldadura
	L =	700.00 mm	longitud de la soldadura
	As =	1.4 cm <sup>2</sup> /cm	Área de soldadura

### Resistencia nominal de soldadura

$F_{n1} = \phi 1 * 0.60 * F_{exx}$	$\phi 1 =$	0.80	corte en área efectiva. Sobre Electrodo
$F_{n2} = \phi 2 * F_y$	$\phi 2 =$	0.90	corte en área efectiva. Sobre material Base
$F_{exx} =$	70.00 ksi	=	483 Mpa
$F_y =$	240 Mpa		
$F_{n1} =$	232 Mpa		
$F_{n2} =$	216 Mpa		
$R_n = \min(F_{n1}, F_{n2}) * A_s$			
$R_n =$	3.02 ton/cm	⇒	<b>VERIFICA</b>



### Verificación a Fatiga (AASHTO 6.6)

$$R_{uL} = 55.33 \text{ ton} \quad 0.79046 \text{ ton/cm} \quad \text{por unidad de largo de soldadura para sobrecarga}$$

$$\left( \Delta F \right)_n = \left( \frac{A}{N} \right)^{1/3} \geq 1/2 \left( \Delta F \right)_{TH} \quad \text{Resistencia Nominal a Fatiga}$$

con  $A = 3.6E+11 \text{ Mpa}^3$  de tabla 1 para Categoría de detalle E

$N = 2.0E+06$  Cantidad de Ciclos

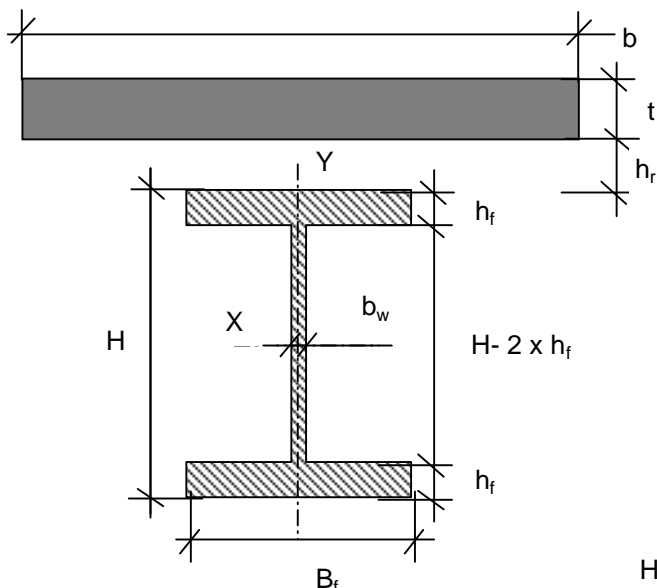
$\left( \Delta F \right)_{TH} = 31 \text{ Mpa}$  de tabla 3 para Categoría de detalle E

$$\left( \Delta F \right)_n = 57 \text{ Mpa}$$

$R_n = 0.79 \text{ ton/cm}$  ⇒ **VERIFICA**

## 5.7. Verificaciones Estructurales Largueros

### 5.7.1. Geometría



Ancho efectivo de losa (s/AASHTO-Viga int)

$$\begin{aligned} b_1 &= L/4 = 1.25 \text{ m} \\ b_2 &= \text{Sep viga} = 1.00 \text{ m} \\ b_3 &= B_f + 12 t = 3.40 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 1000 \text{ mm} = 100 \text{ cm} \\ t &= 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm} \\ h_r &= 0 \text{ mm} = 0 \text{ cm} \\ H &= 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm} \\ B_f &= 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm} \\ h_f &= 15.875 \text{ mm} = 1.5875 \text{ cm} \\ b_w &= 9.525 \text{ mm} = 0.9525 \text{ cm} \\ H - 2 \times h_f &= 368.25 \text{ mm} = 36.825 \text{ cm} \end{aligned}$$

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS VIGA DE ACERO									
$A_g$	$J_x$	$J_y$	$Z$	$S_x$	$S_y$	$r_x$	$r_y$	$J_D$	$C_w$
[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>6</sup> ]
98.5758	27.401	2119.32	1542.51	1370.05	211.932	16.6724	4.63674	63.9509	7.8E+05

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA (n)							
$A_g$	$Y_{g\text{sup}}$	$J_x$	$r_x$	$S_{x\text{inf}}$	$S_{x\text{sup}}$	$S_{x\text{sup}}^V$	n
[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[E <sub>s</sub> /E <sub>H<sup>0</sup>}]</sub>
348.871	18.4767	99.394	16.8791	2393.7	5379.45	2484.86	7.99058

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA (3n)							
$A_g$	$Y_{g\text{sup}}$	$J_x$	$r_x$	$S_{x\text{inf}}$	$S_{x\text{sup}}$	$S_{x\text{sup}}^V$	3n
[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[E <sub>s</sub> /E <sub>H<sup>0</sup>}]</sub>
182.007	26.2481	70.850	19.73	2099.15	2699.25	1771.26	23.9717

### Propiedades mecánicas

$$\begin{aligned} F_y &= 240 \text{ Mpa} & (F_y = F_{yf} = F_{yw}) \\ E_s &= 200000 \text{ Mpa} \\ G &= 77200 \text{ Mpa} \\ f'_c &= 35 \text{ Mpa} \\ \gamma_{H^0} &= 2200 \text{ kg/m}^3 \\ E_{H^0} &= 25029 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tensión de Fluencia del Material

Módulo de elasticidad del Acero

Módulo de elasticidad Transversal del Acero

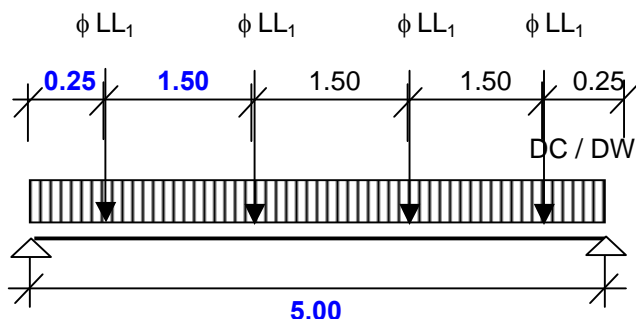
Resistencia del Hormigón

Peso específico del Hormigón

Módulo de elasticidad del hormigón (ACI):  $E_h = 0.043 \cdot \gamma_{H^0}^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c}$

## 5.7.2. Solicitaciones

### Esquemático



### Cargas Actuantes:

$DC_1$	=	<b>0.08</b>	ton/m	(Peso propio vigas)
$DC_2$	=	<b>0.84</b>	ton/m	(Peso propio Losa superior)
DW	=	<b>0.10</b>	ton/m	(Cargas permentes adicionales)
$\phi LL_1$	=	<b>12.40</b>	ton	(Sobrecarga Servicio - Flexión)
$\phi$	=	<b>1.55</b>		Coficiente de impacto

Determinación de las solicitaciones para las distintas acciones:

MOMENTOS FLEXORES VERTICALES					
Seccion [X/L]	L [m]	$M_{DC1}$ [ton m]	$M_{DC2}$ [ton m]	$M_{DW}$ [ton m]	$M_{\phi LL1}$ [ton m]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.25	0.05	0.50	0.06	6.20
0.10	0.50	0.09	0.95	0.11	9.30
0.20	1.00	0.15	1.68	0.20	15.50
0.30	1.50	0.20	2.21	0.26	21.70
0.35	<b>1.75</b>	0.22	2.39	0.28	24.80
0.40	2.00	0.23	2.52	0.30	24.80
0.50	2.50	0.24	2.63	0.31	24.80

ESFUERZO DE CORTE VERTICAL					
Seccion [X/L]	L [m]	$Q_{DC1}$ [ton]	$Q_{DC2}$ [ton]	$Q_{DW}$ [ton]	$Q_{\phi LL1}$ [ton]
0.00	0.00	0.19	2.10	0.25	24.80
0.05	0.25	0.17	1.89	0.23	24.80
0.10	0.50	0.15	1.68	0.20	12.40
0.20	1.00	0.12	1.26	0.15	12.40
0.30	1.50	0.08	0.84	0.10	12.40
0.35	1.75	0.06	0.63	0.08	12.40
0.40	2.00	0.04	0.42	0.05	12.40
0.50	2.50	0.00	0.00	0.00	12.40

COMBINACIONES DE CARGA				
COMBINACIONES	$DC_1$	$DC_2$	DW	$\phi LL_1$
RESISTENCIA I	<b>1.25</b>	<b>1.25</b>	<b>1.50</b>	<b>1.75</b>
RESISTENCIA IV	<b>1.25</b>	<b>1.25</b>	<b>1.50</b>	<b>1.35</b>
SERVICIO I	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>
FATIGA	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>1.00</b>

Combinaciones de Carga:

Seccion [X/L]	L [m]	RESISTENCIA I		RESISTENCIA IV		SERVICIO I		FATIGA	
		M <sub>v</sub>	Q <sub>v</sub>	M <sub>v</sub>	Q <sub>v</sub>	M <sub>v</sub>	Q <sub>v</sub>	M <sub>v</sub>	Q <sub>v</sub>
		[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]
0	0.00	0.00	46.64	0.00	36.72	0.00	27.34	0.00	24.80
0.05	0.25	11.62	46.32	9.14	36.40	6.80	27.09	6.20	24.80
0.1	0.50	17.73	24.29	14.01	19.33	10.44	14.43	9.30	12.40
0.2	1.00	29.72	23.65	23.52	18.69	17.53	13.93	15.50	12.40
0.3	1.50	41.38	23.00	32.70	18.04	24.37	13.42	21.70	12.40
0.35	1.75	47.09	22.67	37.17	17.71	27.69	13.16	24.80	12.40
0.4	2.00	47.29	22.35	37.37	17.39	27.85	12.91	24.80	12.40
0.5	2.50	47.45	21.70	37.53	16.74	27.98	12.40	24.80	12.40

### 5.7.3.- Verificación a Flexión - Para Secciones no Compuestas

#### Verificación de Esbeltez Local

##### Alma [6.10.4.1.2]

$$2 D_{cp} / b_w = 38.6614 \leq 3.76 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 108.54 \Rightarrow \text{Alma compacta}$$

$$D_{cp} \text{ Profundidad del alma en compresión para plastificación} = 18.41 \text{ cm}$$

$$F_{yc} \text{ Tension de Fluencia del ala comprimida} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\leq (0.75) 3.76 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 81.41 \Rightarrow \text{Verifica}$$

##### Ala [6.10.4.1.3]

$$B_{fs} / 2 h f_s = 6.29921 \leq 0.382 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 10.97 \Rightarrow \text{Ala compacta}$$

$$\leq (0.75) 0.382 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 8.23 \Rightarrow \text{Verifica}$$

##### Arriostramiento del ala a compresión [6.10.4.1.7]

$$L_b = 500 \text{ cm} > L_p = [0.124 - 0.0759 (M_l / M_p)] \times [r_y \times E / F_{yc}] = 479.13 \text{ cm}$$

#### Determinación del Momento Nominal

$$M_n = M_p = 37 \text{ ton m}$$

#### Resistencia nominal de la sección a flexión

$$\phi_b = 1.00 \text{ Factor de resistencia para Flexión}$$

$$\phi_b \times F_n \text{ Resistencia de diseño a Flexión}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN			
COMBINACIÓN	$M_u$	$M_n$	chk
	[ton m]	[ton m]	
RESISTENCIA I	3.58	37.02	OK

#### Verificación a Deformación

$$\text{Flecha Admisible} \quad f_{adm} = L/300 = 16.7 \text{ mm}$$

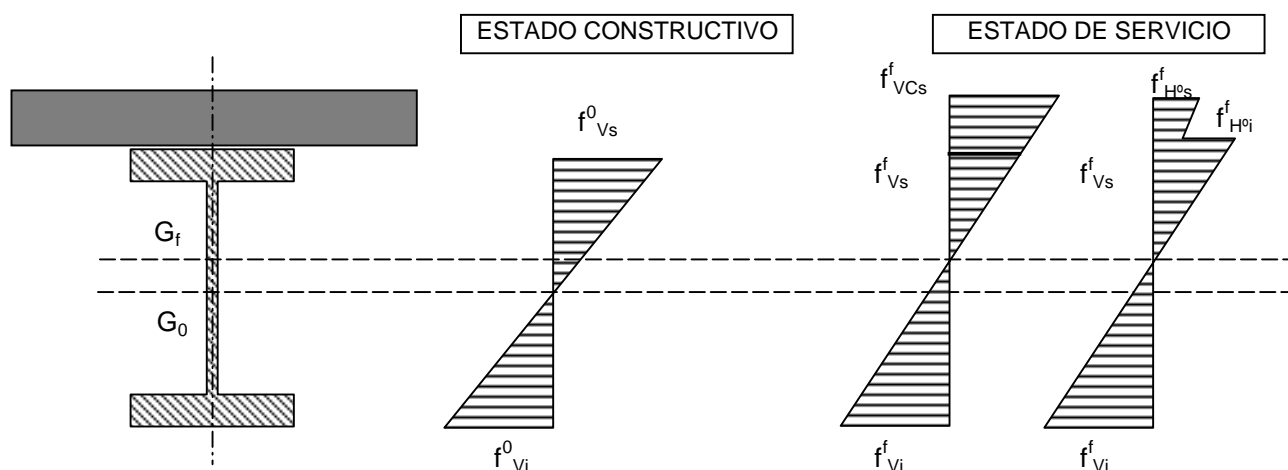
$$\text{Flecha Máxima} \quad f_{m\acute{a}x} = 7.71 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$  **VERIFICA**

#### 5.7.4. Verificación de estados de uso

##### Determinación del Momento Flexor de Fluencia ( $M_Y$ )

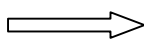
Se tiene en cuenta el procedimiento constructivo no disponiendo apuntalamientos; en tal caso, actúan en la sección de acero (peso propio viga + losa de Hormigón) y en la sección completa (Cargas permanentes adicionales y sobrecarga de uso).



$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3$$

$$F_Y = M_{D1} / S_{xi} + M_{D2} / S_{xi(SC)} + M_3 / S_{xi(SC)}$$

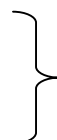
(\*) Momentos Flexores factoreados (1.25 DC+1.5 DW)



$$M_3 = (F_Y - M_{D1} / S_{xi} - M_{D2} / S_{xi(SC)}) S_{xi(SC)}$$

Para el ala Superior  $M_3^s = 114.1 \text{ ton m}$

Para el ala Inferior  $M_3^i = 50.7 \text{ ton m}$



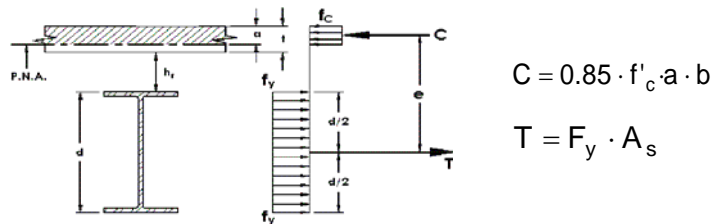
$$M_3 = 50.7 \text{ ton m}$$

$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3 = 54.7 \text{ ton m}$$

### Determinación del Momento Flexor de Plastificación ( $M_p$ )

Considerando la acción compuesta de Viga de acero y losa de Hormigón se estudia primero la posición del eje neutro:

#### CASO I : Eje Neutro en la placa

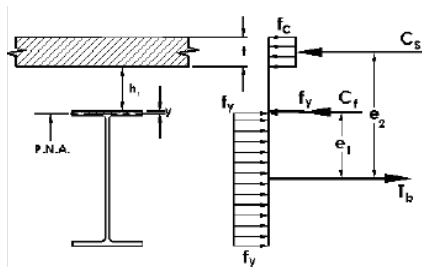


Por equilibrio se debe cumplir  $T = C \implies a = \frac{F_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 7.95 \text{ cm} < t$

Brazo de Palanca =  $H/2 + h_r + t - a/2 = 36 \text{ cm} = e$

$M_n = (A_s \times F_y) \times e = 85.23 \text{ ton m}$

#### CASO II: Eje Neutro en el ala de la sección de Acero



$C_s = \text{Fuerza de compresión en la Losa} = 0.85 f'_c \times b \times t = 595 \text{ ton}$

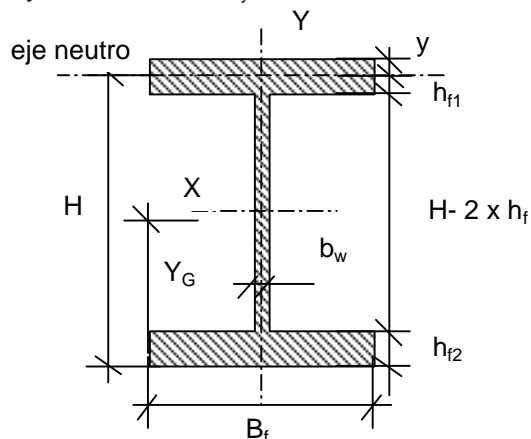
$C_b = \text{Fuerza de compresión en la viga de Acero}$

$T_b = \text{Fuerza de Tensión en la Viga} = A_s \times F_y$

$C_f = \text{Fuerza de compresión en el Ala de la viga de acero} = A_f \times F_y = 76.2 \text{ ton (máxima)}$

$C_s + C_b = T_b \implies C_b = (A_s F_y - C_s) \times 0.50 = -179.21 \text{ ton} \implies C_b < C_f: \text{eje en el ala}$

$y = C_f / (B_f \times F_y) = -3.73 \text{ cm}$



$H = 43.73 \text{ cm}$

$B_f = 20 \text{ cm}$

$h_{f1} = 5.32 \text{ cm}$

$h_{f2} = 1.5875 \text{ cm}$

$b_w = 0.9525 \text{ cm}$

$H - h_{f1} - h_{f2} = 36.825 \text{ cm}$

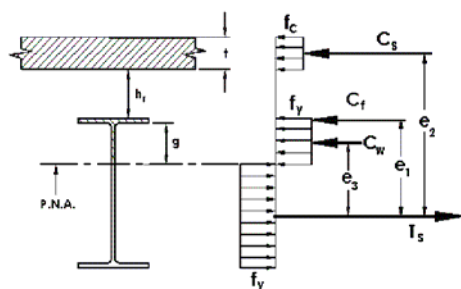
$Y_G = 29.42 \text{ cm}$

$$e_1 = 14.31 \text{ cm}$$

$$e_2 = 10.58 \text{ cm}$$

$$M_n = C_f \times e_1 + C_s \times e_2 = 37.28 \text{ ton m}$$

CASO III: Eje Neutro en el alma de la sección de Acero

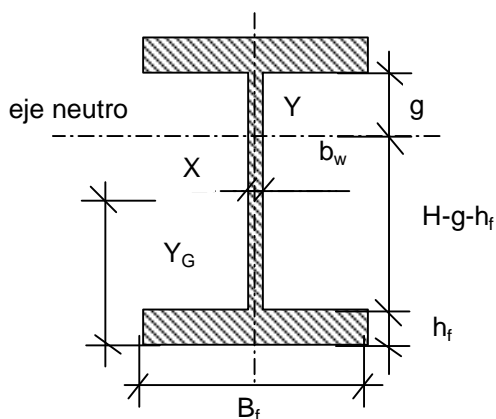


$$C_b = -179.21 \text{ ton}$$

$$C_f = \text{Fuerza de compresión en el Ala de la viga de acero} = A_f \times F_y = 76.2 \text{ ton (máxima)}$$

$$C_w = \text{Fuerza de compresión en el Alma de la viga de Acero} = C_b - C_f = -255.41 \text{ ton}$$

$$g = C_w / (b_w \times F_y) = -111.73 \text{ cm}$$



$$B_f = 20 \text{ cm}$$

$$h_f = 1.5875 \text{ cm}$$

$$b_w = 0.9525 \text{ cm}$$

$$H-g-h_f = 151.73 \text{ cm}$$

$$Y_G = 63.64 \text{ cm}$$

$$e_1 = -24.44 \text{ cm}$$

$$e_2 = -13.64 \text{ cm}$$

$$e_3 = 30.63 \text{ cm}$$

$$M_n = C_f \times e_1 + C_s \times e_2 + C_w \times e_3 = -178.04 \text{ ton m}$$

$$\Rightarrow M_p = 85.23 \text{ ton m}$$

### Verificación de Alma compacta

Alma

$$2 D_{cp} / b_w = 0 \leq 3.76 \times \sqrt{E/F_y} = 108.54 \longrightarrow \text{Alma compacta}$$

$$D_{cp} \text{ Profundidad del alma en compresión para el momento de plastificación} = 0.00 \text{ cm}$$

$$D' = \beta \times (H + t + h_r) / 7.5 = 7.20 \text{ cm} \quad \beta = 0.90$$

$$D_p / D' = 1.10$$

$$D_p \text{ Profundidad del eje neutro para el momento de plastificación} = 7.95 \text{ cm}$$

$$M_n \begin{cases} D_p / D' \leq 1 & = M_p & = 85.23 \text{ ton m} \\ 1 \leq D_p / D' < 5 & = (5M_p - 0.85M_y) / 4 + (0.85M_y - M_p) / 4 \times (D_p / D') & = 84.21 \text{ ton m} \end{cases}$$

$$\longrightarrow M_n = 84.21 \text{ ton m}$$

### Resistencia nominal de la sección a flexión

$$\phi_b = 1.00 \quad \text{Factor de resistencia para Flexión}$$

$$\phi_b \times M_n \quad \text{Resistencia de diseño a Flexión}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN POSITIVA			
COMBINACIÓN	M	$\phi M_n$	chk
	[ton m]	[ton m]	
RESISTENCIA I	47.5	84	OK

### Verificación a Deformación

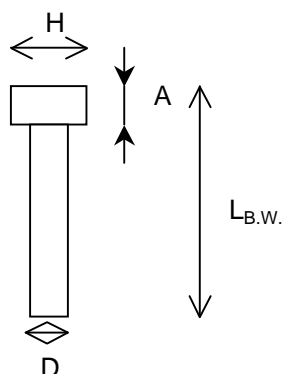
$$\text{Flecha Admisible} \quad f_{adm} = L/600 = 8.33 \text{ mm}$$

$$\text{Flecha Máxima (Solo sobrecarga)} \quad f_{m\acute{a}x} = 2.68 \text{ mm}$$

$\longrightarrow$  VERIFICA

### 5.7.5. Conectores de corte

Se adoptan conectores de corte tipo Nelson - 5/8 x 6<sup>9/16</sup> H4L



Calidad acero:

ASTM A-108

$$F_{yc} = 350 \text{ MPa}$$

$$F_{uc} = 420 \text{ MPa}$$

$$D = 1.59 \text{ cm}$$

$$5/8 \text{ " } A_{sc} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.79 \text{ cm}$$

$$H = 3.18 \text{ cm}$$

$$L_{B.W.} = 16.7 \text{ cm}$$

$$L_{A.W.} = 16.2 \text{ cm}$$

Fuerza de Corte Horizontal a transmitir

Caso I : Aplastamiento del hormigón

Caso II : Fluencia de la sección de Acero

$$V'_1 = 0.85 f'_c \times b \times t = 595 \text{ ton}$$

$$V'_2 = F_y \times A_s = 236.6 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow V' = \min(V'_1; V'_2) = 236.6 \text{ ton}$$

Resistencia de los conectores de Corte

$$\phi_{sc} = 0.85 \text{ Factor de resistencia para Corte}$$

$$\phi_{sc} Q_n \text{ Resistencia de diseño a Corte}$$

$$Q_n = 0.50 \times A_{sc} \text{ raiz}(f'_c E_c) < A_{sc} \times F_u$$

$$9.26 \text{ ton} < 8.31 \text{ ton}$$

$$Q_n = 8.31 \text{ ton}$$

$$n = 34 \text{ Cantidad de conectores (media viga)}$$

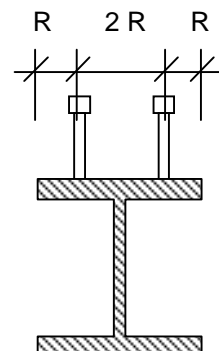
$$\text{Separación entre filas : } \min 2 \times R = 2 \times 1.25" = 63.5 \text{ mm (*)}$$

$$\text{Separación borde : } \min 1 \times R = 1 \times 1.25" = 31.75 \text{ mm (*)}$$

$$\text{Separación longitudinal : } \min = 3.33" = 84.582 \text{ mm (**)}$$

(\*) Tabla 16 - Manual de diseño NELSON

(\*\*) Tabla 6 - Manual de diseño NELSON



### Verificación a Fatiga [AASHTO 6.10.6]

$$2 D_c / b_w = 36.1316 \leq 5.70 \times \sqrt{E/F_{yw}} = 164.54$$

$D_c$  Profundidad del alma en compresión para rango elásticas con sobrecargas = 17.21 cm duplicadas

$$f_{cf} = 114 \text{ Mpa} \leq F_y = 240 \text{ Mpa} \implies \text{VERIFICA}$$

$f_{cf}$  Máxima tensión de compresión elástica para fatiga

### 5.7.6. Resistencia nominal de la sección a Corte (Sin Rigidizadores) [AASHTO 6.10.7]

#### Verificación en Sección Apoyo Extremo

$\phi_v = 1.00$  Factor de resistencia para Corte

$\phi_v V_n$  Resistencia de diseño a Corte

$$D / b_w = 38.6614$$

$$V_n = \begin{cases} D/b_w < 2.46 \text{ raiz}(E/F_y) & = 71.0 \text{ (A)} \implies V_{n1} = 0.58 F_{yw} A_w & = 48.8 \text{ ton} \\ A < D/b_w < B & \implies V_{n2} = 1.48 b_w^2 \times \text{raiz}(E \times F_y) & = 93.0 \text{ ton} \\ D/b_w > 3.07 \text{ raiz}(E/F_y) & = 88.6 \text{ (B)} \implies V_{n3} = 4.55 E \times b_w^3 / D & = 213.5 \text{ ton} \end{cases}$$

$V_n = 48.83 \text{ ton}$  Resistencia nominal al corte de cada alma

$\phi_v V_n = 48.83 \text{ ton}$  Resistencia al Corte

#### Resistencia I

$V_u = 46.64 \text{ ton} \implies \text{VERIFICA}$



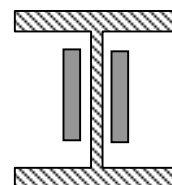
### 5.7.7.2. Unión con Viguetas

$$R_u = 46.64 \text{ ton} \quad 1.55473 \text{ ton/cm} \quad \text{por unidad de largo de soldadura}$$

Área de soldadura	a =	10.00 mm	Cateto de soldadura (mínimo s/ tabla 6.13.3.4.-1)
	g =	7.00 mm	garganta efectiva
	n =	2.00	cantidad de cordones de Soldadura
	L =	300.00 mm	longitud de la soldadura
	As =	1.4 cm <sup>2</sup> /cm	Área de soldadura

### Resistencia nominal de soldadura

$F_{n1} = \phi 1 * 0.60 * F_{exx}$	$\phi 1 =$	0.80	corte en área efectiva. Sobre Electrodo
$F_{n2} = \phi 2 * F_y$	$\phi 2 =$	0.90	corte en área efectiva. Sobre material Base
$F_{exx} =$	70.00 ksi	=	483 Mpa
$F_y =$	240 Mpa		
$F_{n1} =$	232 Mpa		
$F_{n2} =$	216 Mpa		
$R_n = \min(F_{n1}, F_{n2}) * A_s$			
$R_n =$	3.02 ton/cm	⇒	<b>VERIFICA</b>



### Verificación a Fatiga (AASHTO 6.6)

$$R_{uL} = 19.08 \text{ ton} \quad 0.636 \text{ ton/cm} \quad \text{por unidad de largo de soldadura para sobrecarga}$$

$$\left[ \Delta F \right]_n = \left[ \frac{A}{N} \right]^{1/3} \geq 1/2 \left[ \Delta F \right]_{TH} \quad \text{Resistencia Nominal a Fatiga}$$

con  $A = 3.6E+11 \text{ Mpa}^3$  de tabla 1 para Categoría de detalle E

$N = 2.0E+06$  Cantidad de Ciclos

$\left[ \Delta F \right]_{TH} = 31 \text{ Mpa}$  de tabla 3 para Categoría de detalle E

$$\left[ \Delta F \right]_n = 57 \text{ Mpa}$$

$$R_n = 0.79 \text{ ton/cm} \quad \Rightarrow \quad \text{VERIFICA}$$

## 5.8. Arriostramiento Superior

### 5.8.1. Verificaciones Diagonales

$T_u = 6.60$  ton Esfuerzo máximo de Tracción

#### Propiedades mecánicas

$F_y = 240$  Mpa ( $F_y = F_{yf} = F_{yw}$ ) Tensión de Fluencia del Material

$E = 200000$  Mpa Módulo de elasticidad Longitudinal

$G = 77200$  Mpa Módulo de elasticidad Transversal

Características del perfil adoptado Perfiles UPN : **100**

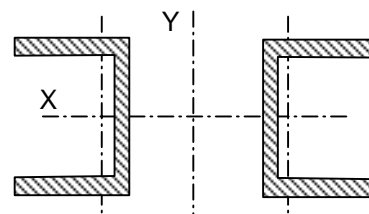
PERFIL SIMPLE						PERFIL COMPUESTO					
$A_g$	$J_x$	$J_y$	$r_x$	$r_y$	$e_y$	$A_g$	$J_x$	sep	$J_y$	$r_x$	$r_y$
[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm]	[cm]
<b>13.5</b>	<b>206</b>	<b>29.3</b>	3.90631	1.47322	<b>1.55</b>	27	412	<b>40</b>	12,597	3.91	21.60

#### Resistencia nominal de la sección a Tracción

$\phi_c = 0.95$  Factor de resistencia para Tracción

$\phi_t \times P_n$  Resistencia de diseño a Tracción

$P_n = F_y \times A_g = 64.8$  ton



#### Verificación de Esbeltez

$L_y / r_y = 1240 / 21.60 = 57.4066 \leq 200$  (AASHTO 6.8.4)  $\Rightarrow$  **VERIFICA**

$L_x / r_x = 620 / 3.91 = 158.718 \leq 200$  (AASHTO 6.8.4)

## 6. Reacciones de Apoyo

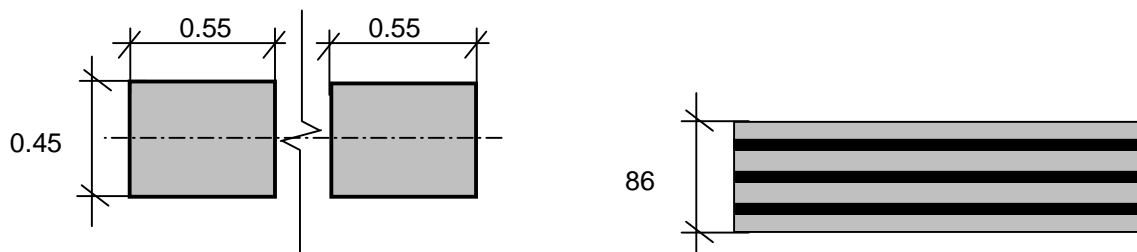
### Resumen - Cargas por Estribo

Nº	Estado	Fuerzas			Momentos		Fuerzas		Momentos	
		V ton	H <sub>long.</sub> ton	H <sub>trans.</sub> ton	M <sub>long.</sub> ton.m	M <sub>trans.</sub> ton.m	Hx ton	Hz ton	Mz ton.m	Mx ton.m
1	Vacío	171.82	5.30	14.00	0.00	0.00	5.30	14.00	0.00	0.00
2	Cargado	494.22	51.36	21.40	0.00	0.00	51.36	21.40	0.00	0.00

Nota : Corresponde a la reacción total por eje de apoyo.

## 7.- Apoyos de neopreno Armado

### Geometría



Dureza Shore **60**

### Solicitaciones (por eje de apoyo)

$$V_{\text{máx}} = \mathbf{494.22} \text{ ton} \quad H_{V \text{ máx}} = \mathbf{51.36} \text{ ton}$$

$$V_{\text{mín}} = \mathbf{171.82} \text{ ton} \quad H_{V \text{ máx}} = \mathbf{14.00} \text{ ton}$$

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0.45** m x **1.10** m en 2 pastillas 0.45 x 0.55

$$h_{\text{neta}}: \mathbf{56.00} \text{ mm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Recubrimiento exterior} = 3 \text{ mm} \\ \text{Espesor placas} = 3 \text{ mm} \\ \text{Espesor capas de goma} = \mathbf{8} \text{ mm} \text{ c/u} \\ \text{cantidad de capas} \mathbf{7} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 998 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm máx}} = \mathbf{1000} \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 347 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = \mathbf{250} \text{ ton/m}^2$$

### Verificación máxima distorsión

$$\Delta L_{\text{tab}} = 6.00 \text{ mm} \quad (\text{temperatura})$$

$$\Delta L_{\text{fren}} = 26.05 \text{ mm} \quad (\text{frenado})$$

$$\Delta L_{\text{tot}} = 32.05 \text{ mm}$$

$$\text{tg } \gamma = 0.57 < \text{tg } \gamma_{\text{máx}} = \mathbf{0.70} \quad \Longrightarrow \quad \text{Verifica distorsión}$$